

[104] 実車走行によるコンクリート構造物の応力測定について

正会員 石橋 忠良 (国鉄 構造物設計事務所)  
 石川 里博 (国鉄 構造物設計事務所)  
 正会員 ○長 田 晴 道 (国鉄 構造物設計事務所)

1. はじめに

東北新幹線の開業に先立ち、実構造物を利用して、6両編成の新幹線用試験電車による総合試験が、埼玉県鷲宮町～栃木県石橋町間 428 kmにわたって行なわれ、各種の測定がなされた。

コンクリート構造物としては、表-1に示す10橋で各種の測定が行なわれた。ここでは、これらの橋梁のたわみ、コンクリートおよび鉄筋のひずみの測定から、曲げ応力度、荷重分配、固有振動数、減衰定数および曲げ剛さについて検討を行なったので、その結果について報告する。

表-1 測定したコンクリート構造物一覧表

	橋梁名	キロ程	構造形式	橋長 m	スパン m	桁高 m	幅員 m	軌道種別	線形	設計基準 強度 kg/cm <sup>2</sup>
R C 構 造 物	① 第三女沼川B	62 <sup>K</sup> 574	RC単T桁	10	9.27	1.00	11.3	スラブ	直線	240
	② 第一御門Bl	67 <sup>K</sup> 189	"	10	9.27	1.00	11.3	"	"	"
	③ 第三東牛が谷Bl	66 <sup>K</sup> 022	"	15.5	14.60	1.25	11.3	"	"	"
	④ 第二上辺見Bl	64 <sup>K</sup> 171	RCホロー桁	15	14.10	1.20	11.3	"	"	"
	⑤ 小山南Bl	78 <sup>K</sup> 534	ラーメン高架	—	9.29 10.00 9.29	1.60	11.65	パラスト	R=4,000m	270
P C 構 造 物	⑥ 山の上Bl	74 <sup>K</sup> 425	PCI形桁(4主)	25	24.20	2.00	11.3	スラブ	"	400
	⑦ 横倉Bv	78 <sup>K</sup> 621	"	25	24.20	2.45	11.65	パラスト	"	"
	⑧ 第一結城Bv	81 <sup>K</sup> 392	"	25	24.40	2.00	11.3	スラブ	直線	"
	⑨ 第二丘里Bv	66 <sup>K</sup> 062	PC下路桁	63	61.40	5.00	14.4	"	"	450
	⑩ 小山第二Bi	80 <sup>K</sup> 544	PC箱形桁	51	49.71	3.65	11.3	"	"	400

2. 測定項目の検討

2.1 曲げ応力度

列車荷重による曲げ応力度は、列車荷重による曲げモーメントからコンクリートおよび鉄筋の応力度を計算し、測定値と比較検討を行なった。

PCI形桁の主方向の曲げ応力度は、図-1のように、桁①と桁②(上り線載荷の場合は、桁④、桁③)の測定値がほぼ等しく、桁③、桁④の順に小さくなっている。桁①で計算値と測定値に差が大きいのは、桁①に、高欄、地覆の影響があると思われる。

PCI形桁の横方向の検討は、桁高の1/2の位置を固定位置と仮定したラーメン構造と主桁中心を固定面とした両端固定梁とした場合の計算値および測定値を表-2に示すが、スラブ中央で両端固定梁として固定度を考慮した場合に近いことがわかる。

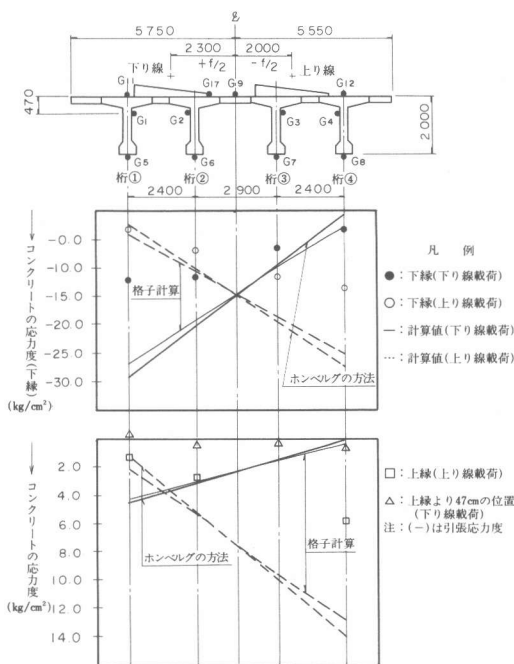


図-1 PCI形桁の曲げ応力度 (山の上Bv  $l=24.2m$ , 上り線載荷/下り線載荷)

表-2 PCI形桁の横方向の応力度

(山の上Bv 上り線載荷) (kg/cm<sup>2</sup>)

ゲージ Na	測定値	計算値	
		ラーメン構造として	固定梁として
G-13	0.7	0.0	—
G-14	2.1	0.1	—
G-15	-1.9	-0.3	—
G-16	-6.8	-5.6	-7.4

ゲージ位置

表-3 PC下路桁の応力度

(第二丘里Bv 下り線載荷) (kg/cm<sup>2</sup>)

ゲージ Na	測定値	計算値		
		一本梁として	格子計算	
主方向	G-1	6.4~6.7	5.7	8.2
	G-2	6.0~6.3		
	G-3	2.7~3.1		
下方向	G-5	-2.3~-2.7	-3.7	-7.8
	G-7	-1.8~-2.0		
	G-8	-1.8~-0.1		
	G-4	0.7~0.8		
横方向	∠2点	G-6	1.1~1.2	1.0
	∠4点	G-22	0.8	
		G-24	0.6	

ゲージ位置

表-4 PC箱形桁の曲げ応力度

(小山第二Bi、下り線載荷)

ゲージNa	測定値	計算値	
上縁付近	G-1	2.0	3.9
	G-5	3.6	
	G-4	1.5	
下縁	G-2	-8.1~-9.4	-10.2
	G-3	-6.3~-7.7	

ゲージ位置

PC下路桁の主方向の曲げ応力度は、1本梁で全断面有効とした場合と主桁部と床版部を5本の桁に分割した格子計算にする場合と測定値とを比較した。その結果は表-3に示すとおりで、下縁および上縁のコンクリート応力度は、1本梁としての計算に近い。

PC下路桁の横方向の応力度は、格子計算による応力度と測定値は、ほとんど等しいことがわかる。

表-4にPC箱形桁の曲げ応力度を示す。PC箱形桁の主方向の応力度を、1本梁として計算した場合と測定値はほぼ等しく、荷重は左右にほぼ等しく分配されている。

RC桁の曲げ応力度は、コンクリートの引張部を無視した場合と全断面有効でヤング係数比  $n=7$  と  $n=15$  の場合について検討した。

その結果を、図-2に示すが、RC単T桁のコンクリートおよび鉄筋の応力度は、コンクリートの引張部を無視した場合より全断面有効でヤング係数比  $n=15$  とした場合に近いことがわかる。

RCホロー桁の曲げ応力度は、表-5に示すとおりで全断面有効でヤング係数比  $n=7$  に近い。

RC単T桁には、曲げひびわれが幾分認められ、RCホロー桁には、ひびわれ

表-5 RCホロー桁の曲げ応力度

(第二上辺見Bi、下り線載荷) (kg/m<sup>2</sup>)

ゲージ Na	測定値	計算値				
		引張を無視して		全断面有効として		
		n=7	n=15	n=7	n=15	
上縁	G-1	1.9~2.1				
	G-2	2.3~2.6	7.9	6.3	4.6	4.5
	G-3	1.1~1.4				
鉄筋応力度	B6-1	-28.9 ~-32.0				
	B6-2	-25.2 ~-29.4	-136.4	-127.8	-29.4	-57.1
	B6-4	-18.9 ~-23.7				

ゲージ位置

注：-は引張

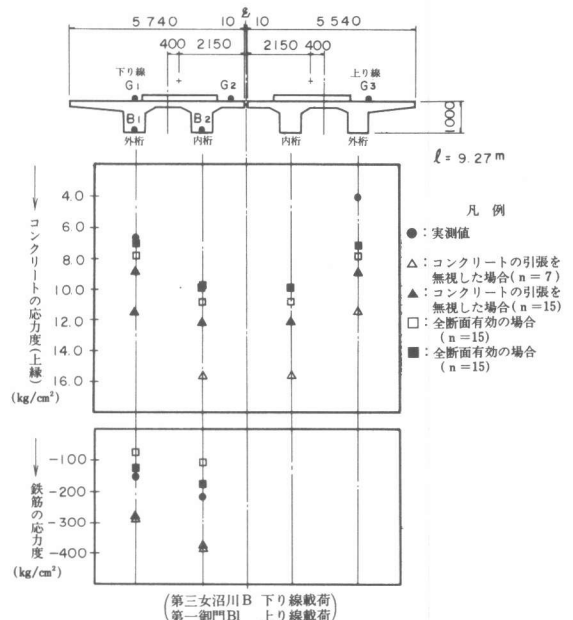


図-2 RC単T桁の曲げ応力度

が認められなかった。中立軸位置が違うことにより結果が異なると考えられる。

## 2.2 荷重分配

荷重分配は、たわみ、応力度の測定値から求めた値と計算値（格子計算とホンベルグの方法）とを比較検討した。P C I 形桁の荷重分配は、図-3に示すように測定値は、格子計算結果に近い傾向を示している。

## R C 単 T

桁の荷重分配は、図-4に示すように、ホンベルグの方法の計算値とほとんど等しいことがわかる。

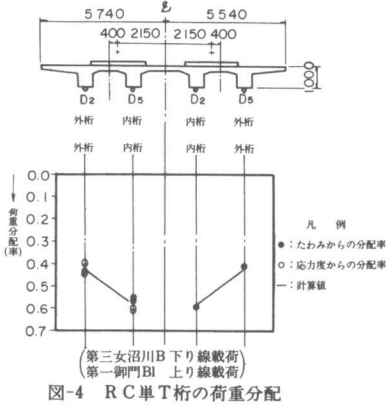


図-4 R C 単 T 桁の荷重分配

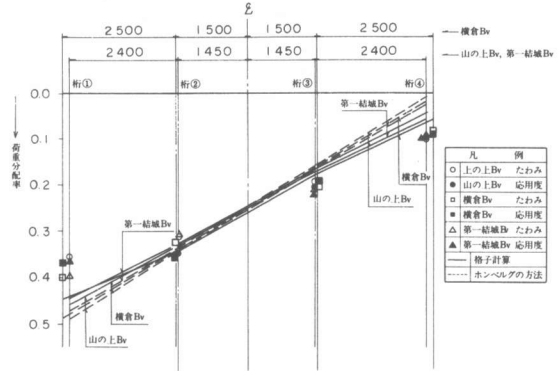


図-3 P C I 桁の荷重分配

## 2.3 固有振動数

固有振動数の計算は、モード次数を1とする両端支持梁として、EIは次の場合を考えた。

- ・主桁のみによるEI
- ・高欄まで考えたEI
- ・たわみから逆算したEI

以上の計算値と応力度およびたわみの実測応答波形からの値を比較した。

スパンと固有振動数の関係は、図-5に示すとおりで、スパンが長くなると計算値と実測応答波形からの値がほぼ一致しているが、スパンが短いとばらついている。

実測応答波形からの値は、表-6のとおりで、R C 単 T 桁  $\ell=9.27\text{m}$  で11~18Hz、 $\ell=14.6\text{m}$  で10~11Hz、P C I 形桁  $\ell=24.2\text{m}$  で6~8Hz、P C 箱形桁  $\ell=49.71\text{m}$  で3~4Hz、P C 下路桁  $\ell=61.4\text{m}$  で2~3Hzであった。

表-6 実測応答波からの固有振動数

橋 梁 名	構造形式	スパン m	固有振動数 Hz
① 第三女沼川B	R C 単 T 桁	9.27	17.39
② 第一御門BI	"	9.27	11.44
③ 第三東牛が谷BI	"	14.6	10.31
⑥ 山の上Bv	P C I 形桁	24.2	6.78
⑧ 第一結城Bv	"	24.2	6.86
⑨ 第二丘里Bv	P C 下路桁	61.4	2.60
⑩ 小山第二Bi	P C 箱形桁	49.71	3.54

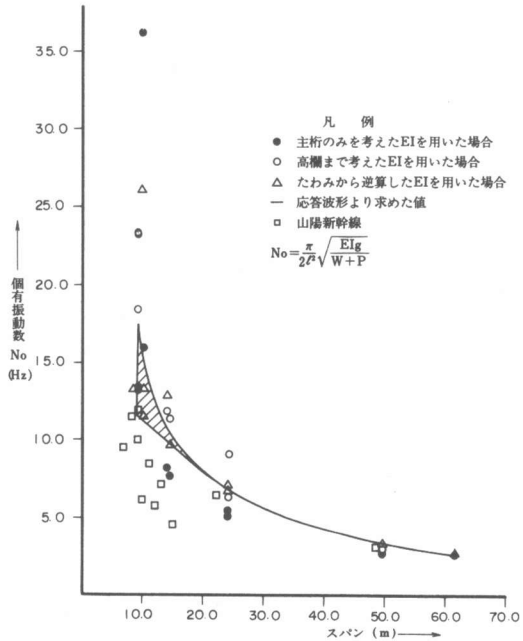


図-5 固有振動数の比較

また、RC単T桁については、加速度のパワースペクトル解析を行なった。RC単T桁  $\ell=9.27m$  で11~18 Hz、 $\ell=14.6m$  で10~11 Hzであった。図-6にパワースペクトル解析の一例を示す。

## 2.4 減衰定数

減衰定数は、応力度およびたわみの実測応答波形から求めた値から対数減衰率を計算して求めた。その値は、表-7に示すとおりで、山陽新幹線での試験結果と合わせて考えると、RC単T桁  $\ell=9.27m$  で  $h=0.03\sim 0.07$ 、 $\ell=14.6m$  で  $h=0.04\sim 0.06$ 、PCI形桁  $\ell=24.2m$  で  $h=0.02\sim 0.04$ 、PC箱形桁  $\ell=49.71m$  で  $h=0.02\sim 0.03$ 、PC下路桁  $\ell=61.4m$  で  $h=0.02\sim 0.03$  である。

表-7 減衰定数および対数減衰率

橋梁名	構造形式	スパン m	対数 減衰率	減衰 定数
第三女沼川B	RC単T桁	9.27	0.202	0.064
第一御門BI	"	9.27	0.190	0.061
第三東牛が谷BI	"	14.6	0.150	0.055
山の上Bv	PCI形桁	24.2	0.089	0.028
第一結城Bv	"	24.2	0.082	0.026
第二丘里Bv	"	61.4	0.082	0.026
小山第二BI	PC箱形桁	49.71	0.070	0.022

減衰定数  $h = \log e \tan \theta$

対数減衰率  $\delta = \log e \tan \theta$

$\tan \theta = \frac{\sum xy}{\sum x^2}$

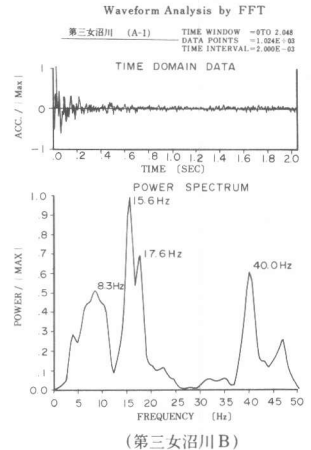


図-6 パワースペクトル解析結果

## 2.5 曲げ剛さ

曲げ剛さ (EI) は次の場合を考えた。

- ・たわみから逆算
- ・主桁のみを考える
- ・主桁および高欄を考える
- ・実測の固有振動数から逆算

コンクリートのヤング係数Eを国鉄標準に示された値とし、それぞれのEIより断面二次モーメントを求める。

図-7にたわみから逆算した値を基準にして、それぞれの値との比率をプロットした。

全般に、主桁のみを考えた断面二次モーメントとの比率が1以下であるのは、たわみから逆算した値には、レール、高欄等の剛性が加わっているからだと思われる。

スパンが長くなると、それぞれの値のばらつきが小さくなるのは、レール、高欄等の剛性に比して、桁本体の剛性が大きくなるからと考えられる。

## 3. まとめ

鉄道構造物として一般に用いられている各種コンクリート構造物について、実車走行による測定を行った。測定した構造物について、応力度、荷重分配等から判断すると、ほぼ現在の設計法は妥当であると判断できる。

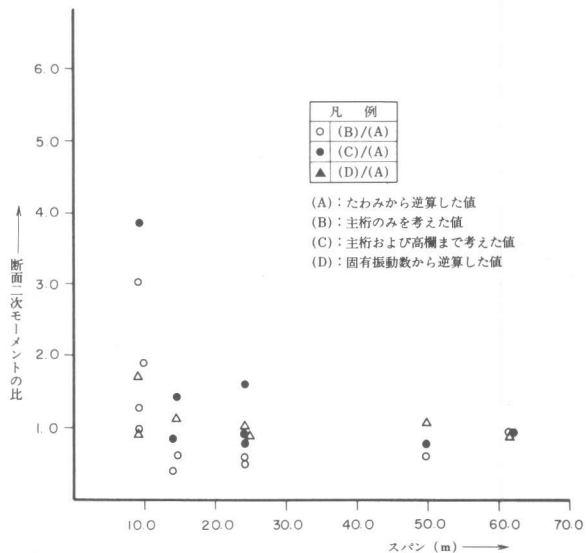


図-7 断面二次モーメントの比較